

COMPORTAMENTO SÍSMICO DE EDIFÍCIOS COM PAREDES RESISTENTES

M.T. BRAZ CÉSAR

Assistente
Instituto Politécnico de Bragança
Bragança

DANIEL V. OLIVEIRA

Prof. Auxiliar
Universidade do Minho
Guimarães

SUMÁRIO

O presente trabalho aborda a questão do comportamento estrutural de edifícios tridimensionais de betão armado, compostos por pórticos reticulados e paredes resistentes de betão armado, sujeitos à acção sísmica regulamentar. Para o efeito, foram considerados os Eurocódigos estruturais, nomeadamente o Eurocódigo 0, Eurocódigo 1 e Eurocódigo 8.

As paredes resistentes situam-se nas zonas destinadas às caixas de escadas/elevadores, formando os núcleos resistentes que, perante a ocorrência de um sismo, garantem a estabilidade estrutural e a capacidade de dissipação de energia da estrutura. A consideração destes núcleos teve por base a prática corrente de considerar a zona da caixa de escadas e elevadores em betão armado.

A fim de avaliar a importância da localização destes elementos estruturais, elemento fundamental para a caracterização da resposta dinâmica, foi desenvolvido um estudo paramétrico, fazendo-se variar a disposição do núcleo em planta, obtendo-se estruturas com distribuição simétrica e assimétrica da rigidez em planta.

Os edifícios considerados neste trabalho foram modelados com base no programa comercial de cálculo automático SAP 2000. A análise sísmica foi realizada de acordo com o preconizado no Eurocódigo 8, e no respectivo Anexo Nacional (em preparação), nomeadamente em termos da definição da acção.

Posteriormente, apresentam-se e discutem-se os resultados obtidos, nomeadamente a relação entre a disposição estrutural dos núcleos resistentes, as propriedades dinâmicas e a distribuição das forças sísmicas pelos vários elementos resistentes. Por fim, apresenta-se uma solução estrutural obtida a partir das configurações anteriores e capaz de ultrapassar o comportamento dinâmico/sísmico tido como menos satisfatório.

1. INTRODUÇÃO E CARACTERIZAÇÃO DO PROBLEMA

A caracterização da resposta sísmica de edifícios e a sua relação com diferentes configurações estruturais é um requisito fundamental para a definição de concepções estruturais adequadas a zonas de moderada a elevada perigosidade sísmica. Para além da rigidez e resistência laterais em ambas as direcções principais, os edifícios devem apresentar rigidez torcional adequada de modo a limitar-se o desenvolvimento de deformadas torcionais, que provocam nos elementos estruturais resistentes uma distribuição de esforços claramente não uniforme [1-3].

Assim, os modos fundamentais de vibração de um edifício deverão ser preferencialmente de translação, evitando-se o aparecimento de modos fundamentais associados à torção. Uma forma simples de avaliar a importância dos modos de vibração na resposta consiste na avaliação da sua massa modal efectiva direccional (normalmente expressa em percentagem da massa total da estrutura). De uma forma simples, os modos com massas efectivas elevadas, relativamente à massa da estrutura, podem ser facilmente excitáveis pela acção sísmica.

Neste trabalho pretende-se estudar a relação entre a configuração estrutural de um edifício corrente de betão armado, a descrever adiante, e a sua resposta, tanto em termos de parâmetros dinâmicos como em termos dos principais parâmetros sísmicos. Deste modo, foi definida uma configuração estrutural base e, posteriormente, foram estabelecidas diferentes configurações estruturais obtidas a partir da configuração inicial, apenas por

translação em planta do núcleo (caixa de escadas e elevadores). Foi igualmente estudada uma configuração estrutural dita “correctiva” de um comportamento sísmico tido como menos satisfatório.

1.1. Edifícios em estudo

Na Figura 1 representa-se a configuração estrutural base de um edifício habitacional corrente de betão armado, a construir na cidade de Faro. A estrutura tem dez pisos, com distância entre pisos igual a 3.0 m, apresenta quatro pórticos resistentes na maior dimensão (direcção x-x) afastados entre si de 4.0 m e seis pórticos na direcção ortogonal (direcção y-y) afastados entre si de 5.0 m. Para a determinação das dimensões dos elementos resistentes de betão armado procedeu-se ao pré-dimensionamento dos mesmos, considerando um betão da classe C20/25 e as acções descritas na secção 1.3. Foi considerada uma secção transversal constante para todas as vigas e igual a $0.30 \times 0.40 \text{ m}^2$. As dimensões dos pilares estão representadas na Tabela 1. Para o núcleo de betão armado foi considerada uma espessura de 0.20 m. Para todas as lajes foi adoptada uma espessura de 0.15 m.

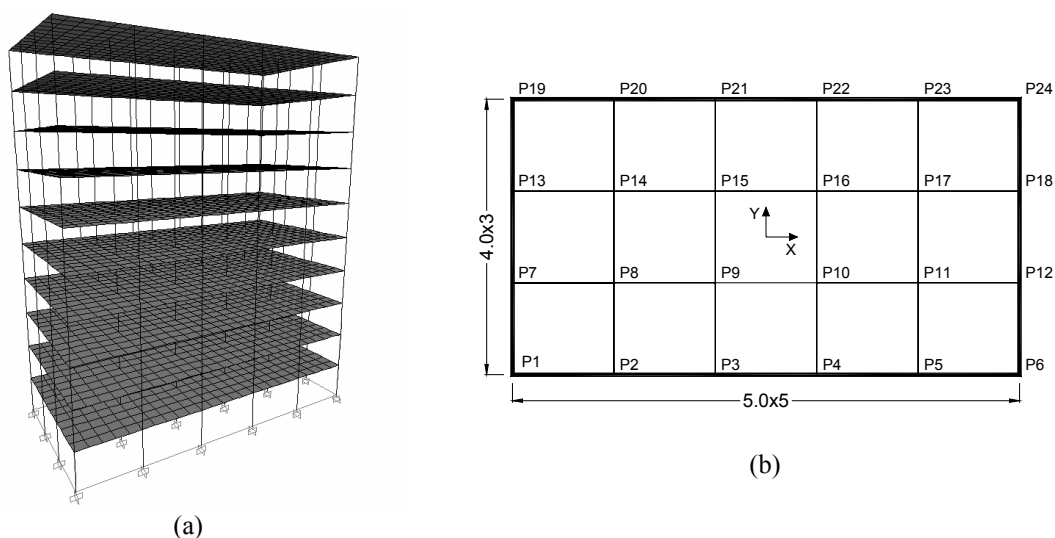


Figura 1: Estrutura base: (a) Perspectiva; (b) Planta esquemática.

Tabela 1 - Características geométricas dos pilares.

Andar	P1=P6 P19=P24	P2=P3=P4=P5 P20=P21=P22=P23	P7=P13 P12=P18	P8=P9=P10=P11 P14=P15=P16=P17
9, 10	0.30x0.30	0.30x0.30	0.30x0.30	0.30x0.30
8	0.40x0.30	0.30x0.30	0.30x0.30	0.30x0.30
7	0.40x0.30	0.40x0.30	0.30x0.30	0.40x0.40
6	0.50x0.30	0.40x0.30	0.30x0.40	0.40x0.40
5	0.50x0.30	0.50x0.30	0.30x0.40	0.40x0.40
4	0.60x0.30	0.50x0.30	0.30x0.40	0.40x0.40
1, 2, 3	0.60x0.30	0.60x0.30	0.30x0.50	0.50x0.50

Com se pode verificar pela análise da Figura 1, a estrutura (ainda sem o núcleo) apresenta regularidade em planta, nas duas direcções principais, e altura, sendo a variação da posição do núcleo resistente a única variação paramétrica efectuada na planta estrutural. Assim, para além da configuração estrutural inicial, foram analisadas cinco variações desta configuração estrutural, tendo por base unicamente a translação do núcleo de betão armado. A primeira situação (configuração inicial) consiste na localização do núcleo resistente na zona central do edifício e as restantes variações correspondem à deslocação deste núcleo para posições mais excêntricas. Na Figura 2(a) representa-se esquematicamente a localização das várias posições consideradas para o núcleo vertical. A consideração de núcleos resistentes teve por base a prática corrente de projecto de considerar a zona da caixa de escadas e elevadores em betão armado. Contudo, estruturalmente esta não é necessariamente a melhor solução, como se verá ao longo deste trabalho. Foi considerada uma abertura vertical no núcleo de betão

armado correspondente ao acesso, com dimensões de $3.0 \times 2.0 \text{ m}^2$, como se ilustra esquematicamente na Figura 2(b). A consideração desta abertura é realista mas conduz à falta de simetria estrutural da configuração inicial segundo o eixo y-y.

Em termos de nomenclatura, o edifício constituído pela configuração inicial é designado por E1 enquanto que os restantes edifícios são designados por Ei, em que *i* representa a localização do núcleo, conforme ilustrado na Figura 2(a).

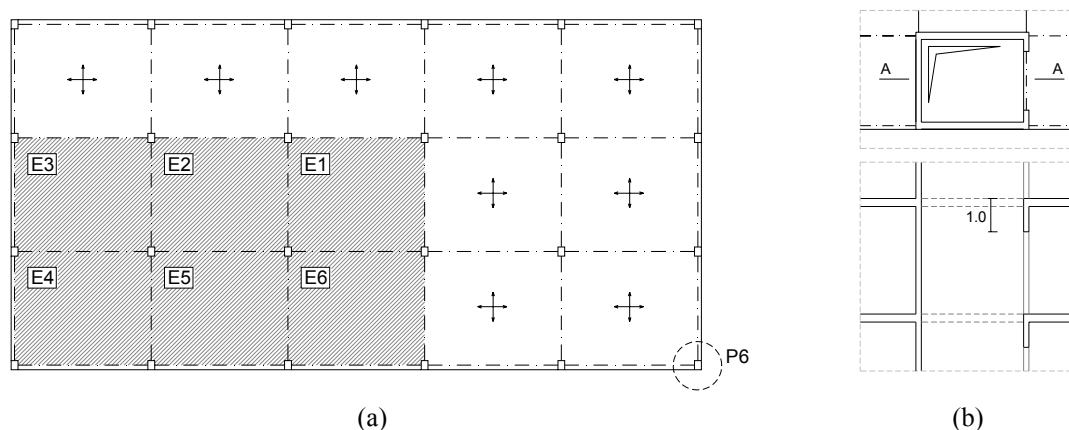


Figura 2: Núcleo resistente: (a) Planta esquemática das seis localizações estudadas; (b) Planta e alçado.

1.2. Modelo estrutural

Os modelos estruturais dos vários edifícios em análise foram elaborados com base no programa de cálculo automático SAP 2000 versão 10 [4]. Os pilares e vigas foram modelados com elementos finitos de barra enquanto que as lajes e paredes foram modeladas com elementos finitos de casca. Na Figura 3 apresenta-se uma vista tridimensional de alguns dos modelos de elementos finitos desenvolvidos, onde se pode ver igualmente as aberturas no núcleo. Considerou-se que todos os elementos verticais estavam encastrados no terreno ao nível do piso térreo. A estratégia de modelação seguida assegura que o modelo estrutural reproduz adequadamente a distribuição de massa e rigidez de forma obter-se as frequências, modos de vibração e forças de inércia representativas das estruturas em análise. Contudo, a deformabilidade do solo de fundação, que pode ser importante em estruturas deste género, não está aqui a ser considerada.

Devido à sua elevada rigidez no plano, nos modelos numéricos desenvolvidos considerou-se que as lajes actuam como diafragmas horizontais, que transmitem as forças de inércia aos elementos resistentes verticais (pilares e paredes). Por outro lado, a rigidez à torção dos elementos de barra foi reduzida para cerca de 25% do seu valor elástico, ver por exemplo [5], uma vez que estes elementos estruturais não são efectivamente dimensionados a esforços de torção de compatibilidade. Não foi considerada qualquer redução da rigidez de flexão dos elementos verticais.

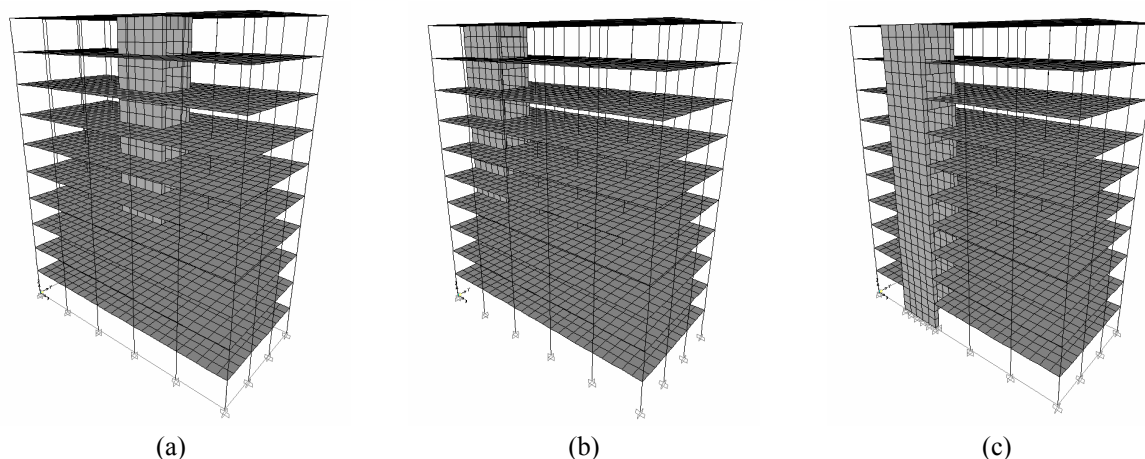


Figura 3: Vista tridimensional dos modelos: (a) E1; (b) E3; (c) E5.

1.3. Acções actuantes

A definição e quantificação das acções actuantes foram efectuadas de acordo com o prescrito nos Eurocódigos estruturais relevantes, nomeadamente Eurocódigo 0 [6], Eurocódigo 1 [7] e Eurocódigo 8 [8]. Tal como explicitado anteriormente, neste trabalho pretende-se analisar e discutir os efeitos da acção sísmica regulamentar e não verificar a segurança estrutural perante as várias acções actuantes. Neste contexto, a quantificação das acções verticais é necessária para o pré-dimensionamento, avaliação da massa da estrutura e posterior definição dos parâmetros dinâmicos e forças sísmicas actuantes.

1.3.1. Acções verticais

Para além do peso próprio do material constituinte da estrutura ($\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$), foram considerados como acções permanentes o peso próprio dos revestimentos, adoptando-se um valor de 1.3 kN/m^2 em todos os pisos, o peso próprio das paredes divisórias, estimado em 1.2 kN/m^2 , e o peso próprio das paredes exteriores, com um valor de 8.0 kN/m aplicado ao longo de todo o contorno.

A sobrecarga de utilização para os pavimentos, decorrente da ocupação humana prevista para a estrutura, foi avaliada a partir do valor indicado para a categoria A do Eurocódigo (actividade residencial e doméstica) e fixada em 2.0 kN/m^2 , com um coeficiente de redução $\psi_2 = 0.3$. Para a sobrecarga na cobertura (categoria H: cobertura não acessível), utilizou-se um valor igual a 0.4 kN/m^2 , com um coeficiente de redução $\psi_2 = 0.0$. A massa da estrutura foi calculada de acordo com o prescrito no Eurocódigo 8, considerando a combinação quase permanente de acções e o coeficiente de combinação ψ_E .

1.3.2. Acção sísmica

De acordo com o Eurocódigo 8 [8], a acção sísmica pode ser definida tanto em termos de espectros de resposta de acelerações (elásticos ou de dimensionamento) como em termos de acelerogramas reais ou artificiais, compatíveis com o espectro de resposta elástico. Tal como o Regulamento de Segurança e Acções [5], também o Eurocódigo 8 considera dois tipos diferentes de acção sísmica em função dos cenários distintos de sismo-génese: sismo afastado (sismo tipo 1) e sismo próximo (sismo tipo 2). Neste trabalho, estudou-se a resposta à acção sísmica regulamentar tipo 1 a actuar na direcção y-y, para todas as estruturas, e definida através do respectivo espectro de resposta elástico em aceleração, ver Figura 4. Considerou-se que o sismo actua segundo uma das direcções principais da estrutura, uma vez que a adopção simultânea das duas componentes horizontais da acção constituiria mais um parâmetro de estudo, não analisado neste trabalho. Foi considerado um solo do tipo rocha ($S = 1$), um coeficiente de importância unitário (classe de importância II) e um coeficiente de amortecimento de 5%. Com base na proposta

para a elaboração do Anexo Nacional do Eurocódigo 8, o PGA correspondente ao sismo afastado para a cidade de Faro foi tomado igual a 2.0 m/s^2 e os períodos limite dos ramos espectrais T_B , T_C e T_D foram considerados iguais a 0.10 s, 0.60 s e 2.00 s, respectivamente. Na Figura 4 representa-se, igualmente o espectro de resposta para o sismo próximo (definido a partir dos parâmetros PGA, T_B , T_C e T_D iguais a 1.7 m/s^2 , 0.10 s, 0.25 s, 2.00 s, respectivamente), onde se pode verificar que o sismo afastado é condicionante para todos os períodos.

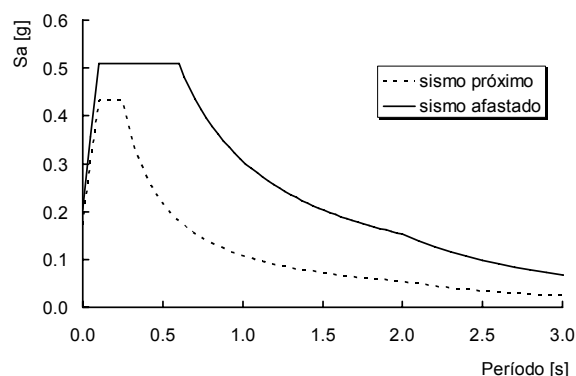


Figura 4: Espectros de resposta elásticos relativos ao sismo regulamentar de referência.

Sendo a resposta à acção sísmica de projecto das estruturas aqui consideradas eminentemente não linear, a utilização do espectro de projecto (em lugar do espectro elástico) permite evitar a realização de análises não lineares e ter em conta a capacidade de dissipação de energia da estrutura. Contudo, neste trabalho, optou-se por usar o espectro de resposta elástico em detrimento do espectro de projecto, evitando-se desta forma a necessidade da definição prévia de um coeficiente de comportamento. Desta forma, os resultados obtidos através da análise linear da estrutura à acção sísmica (efeitos elásticos) são claramente superiores aos valores a adoptar em dimensionamento. Contudo, este aspecto não é relevante neste trabalho, por duas razões principais. Em primeiro lugar, e conforme referido anteriormente, não se pretende obter os esforços de dimensionamento das estruturas em análise, mas essencialmente comparar as diversas respostas estruturais entre si. Por outro lado, a partir do cálculo dos coeficientes de comportamento, é possível obter directamente os esforços de dimensionamento com base nos esforços elásticos com uma pequena margem erro, associada à pouca contribuição dos modos superiores para a resposta.

Os efeitos de torção acidentais relacionados com a incerteza associada à localização dos centros de massa dos pisos são contemplados através da consideração de uma excentricidade regulamentar associada a esta localização, igual a 5% da dimensão em planta do edifício normal à direcção da força sísmica, de acordo com o preconizado no Eurocódigo 8.

2. COMPORTAMENTO DINÂMICO

Nesta secção apresenta-se a caracterização dinâmica das diferentes estruturas em estudo, em termos de frequências próprias, modos de vibração e coeficientes de massa modal efectiva direccional.

O primeiro modo de vibração de cada configuração está graficamente ilustrado na Figura 5, sendo claro a predominância do modo de torção em todos os edifícios. Pela posição estimada do centro de rigidez, é de prever que os esforços sísmicos associados às estruturas com núcleos na periferia (principalmente a estrutura E4) apresentem uma distribuição pouco uniforme em planta.

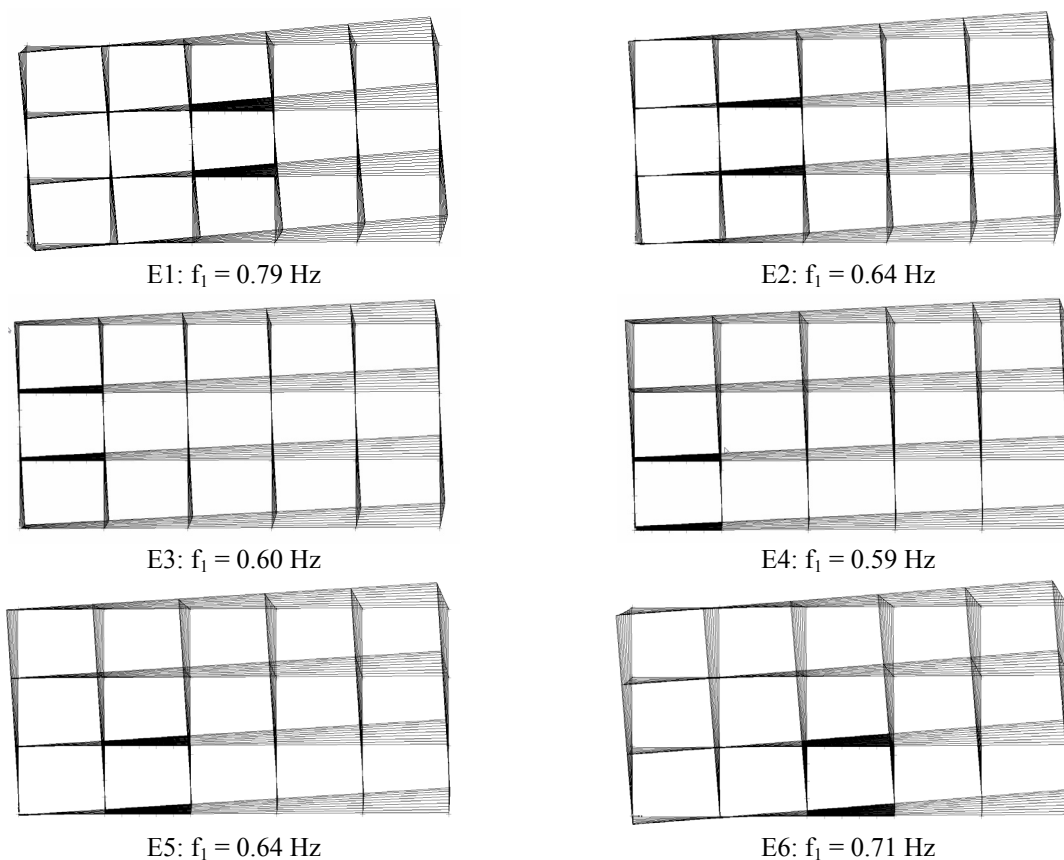


Figura 5: Frequências fundamentais e respectivos modos de vibração associados a cada edifício.

A fim de se entender mais claramente o comportamento dinâmico dos edifícios em análise, indica-se na Tabela 2 as frequências próprias e as configurações modais para os primeiros seis modos de vibração de cada um dos edifícios. Da análise dos modos de vibração verifica-se que a frequência fundamental, associada à torção global da estrutura, diminui ligeiramente com a translação do núcleo resistente para uma zona mais próxima da periferia, atingindo-se o valor mínimo de 0.59 Hz. Contudo, para o 2º modo, que está associado a translações, esta tendência não é totalmente verificada. Verifica-se, ainda, que as estruturas respondem numa gama de frequências relativamente baixas e que os modos de vibração associados à torção são preponderantes uma vez que nos seis modos aqui apresentados apenas um ou dois modos estão associados à translação.

Tabela 2 – Frequências próprias e configurações modais para os primeiros seis modos de vibração.

Modo	E1		E2		E3		E4		E5		E6	
	F (Hz)	conf	F (Hz)	conf	F (Hz)	conf	F (Hz)	conf	F (Hz)	conf	F (Hz)	conf
1	0.79	Rz	0.64	Rz	0.60	Rz	0.59	Rz	0.64	R	0.71	Rz
2	1.07	Ty	1.05	Tx	1.02	Tx	1.00	Txy	1.01	Txy	0.94	Txy
3	1.10	Tx	1.25	Ty	1.51	Rz	1.49	Rz	1.31	Rz	1.17	Rz
4	2.34	Rz	1.83	Rz	1.74	Rz	1.73	Rz	1.88	Rz	2.11	Rz
5	3.77	Rz	3.18	Rz	2.95	Rz	2.91	Rz	3.23	Rz	3.43	Rz
6	4.11	Rz	4.21	Tx	4.23	Rz	4.10	Rz	3.89	Rz	3.67	Rz

Tx: Translação x-x; Ty: Translação y-y; Txy: Translação x-x e y-y; Rz: Rotação z-z (ou torção)

Contudo, os dados apresentados na Figura 5 e na Tabela 2 por si só não permitem avaliar a importância de cada modo na resposta. Esta avaliação terá de ser fundamentada na percentagem da massa deslocada para cada grau de liberdade e em cada modo, ou seja, a massa modal efectiva direccional. Na Tabela 3 apresenta-se os valores das percentagens da massa modal efectiva por direcção (translações x-x e y-y e rotação em torno do eixo vertical z-z). As células sombreadas a escuro estão associadas ao máximo valor da massa modal efectiva. Por sua vez, as células sombreadas a claro representam massas modais efectivas não inferiores a 10% da massa total da

estrutura. De uma forma geral, à medida que o núcleo é deslocado para uma posição periférica, cresce a importância da torção no modo fundamental, o que é indesejável do ponto de vista dinâmico. Por outro lado, em todas as situações o primeiro modo assume a maior contribuição para a torção. Em termos gerais, a torção surge nos modos mais baixos e a translação surge nos modos superiores, o que contraria o espírito do Eurocódigo 8 e os princípios de concepção estrutural de edifícios em zonas sísmicas.

Tabela 3 – Percentagem de massa modal efectiva por direcção.

Modo	E1 (%)			E2 (%)			E3 (%)			E4 (%)			E5 (%)			E6 (%)		
	xx	yy	θ_z	xx	yy	θ_z	xx	yy	θ_z	xx	yy	θ_z	xx	yy	θ_z	xx	yy	θ_z
1	0	27	59	0	46	65	0	58	65	4	55	74	7	43	76	16	19	67
2	0	41	4	66	0	9	66	0	9	61	6	2	50	16	0	17	47	6
3	66	0	9	0	23	0	0	7	5	1	5	5	9	10	0	34	3	0
4	0	4	9	0	11	11	0	18	7	2	17	8	2	10	12	4	3	11
5	0	11	2	0	2	4	0	3	4	0	3	5	1	1	4	2	12	2
6	0	6	6	20	0	3	0	2	2	17	3	0	11	8	0	0	5	6
7	21	0	3	0	11	1	21	0	3	0	1	2	1	1	2	15	1	1
8	0	0	1	0	0	2	0	0	1	0	0	1	7	3	0	0	0	0
9	0	0	0	0	1	1	0	7	0	2	5	0	0	1	1	0	0	0
10	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
11	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
12	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1
Σ	87	89	93	86	94	97	87	95	96	87	95	97	88	93	95	88	90	94

xx: translação na direcção x-x; yy: translação na direcção y-y; θ_z : rotação na direcção z-z.

A última linha da Tabela 3 representa o somatório da massa modal efectiva direccionada associada aos primeiros doze modos. De acordo com o Eurocódigo 8, a avaliação dos efeitos dos sismos pelo método da sobreposição modal deve envolver um número mínimo de modos tal que o somatório das suas massas efectivas não seja inferior a 90% da massa total da estrutura, por direcção. Comparando este critério com os valores da Tabela 3, verifica-se que a análise sísmica deverá preferencialmente ser realizada com mais de doze modos. Neste trabalho os efeitos sísmicos foram calculados através da combinação quadrática completa dos resultados modais dos primeiros quinze modos de vibração.

3. RESPOSTA SÍSMICA

Nesta secção descreve-se e discute-se a resposta dos vários edifícios à acção sísmica regulamentar descrita na secção 1.3.2 (sismo afastado com $PGA = 0.20g$, espectro elástico) a actuar na direcção y-y, ver ainda a Figura 4. A resposta das várias estruturas vai ser comparada em termos de deslocamento de piso e corte basal, que constituem medidas globais da importância da acção sísmica. Para o efeito serão considerados os deslocamentos de um pilar de canto (ver pilar P6 representado na Figura 2) e do núcleo de betão armado. Na Figura 6 apresenta-se os deslocamentos horizontais de piso relativos ao pilar P6 e na Figura 7 apresenta-se os deslocamentos de piso do núcleo.

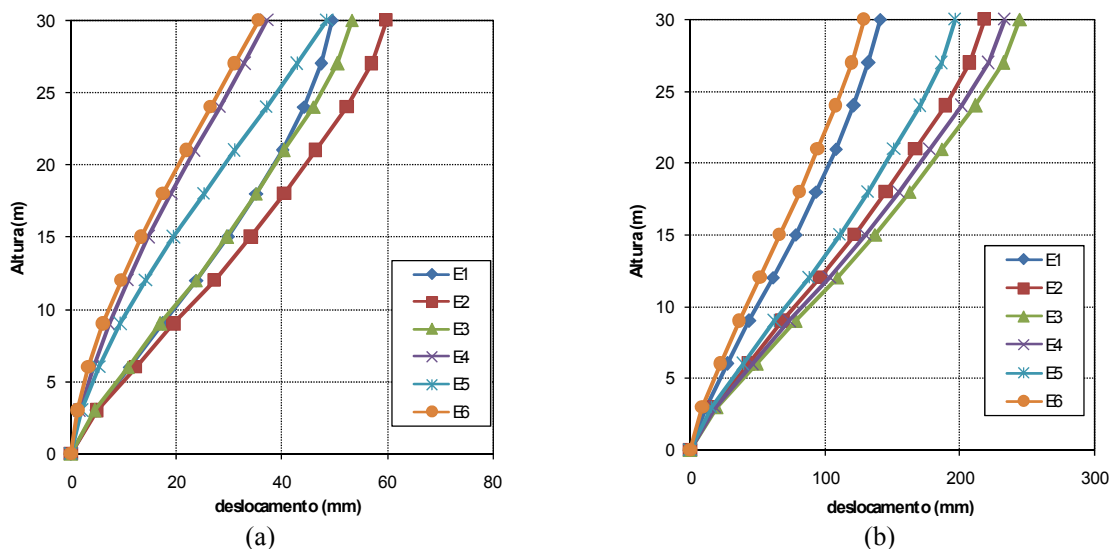


Figura 6: Deslocamentos horizontais do pilar P6: (a) direcção x-x; (b) direcção y-y.

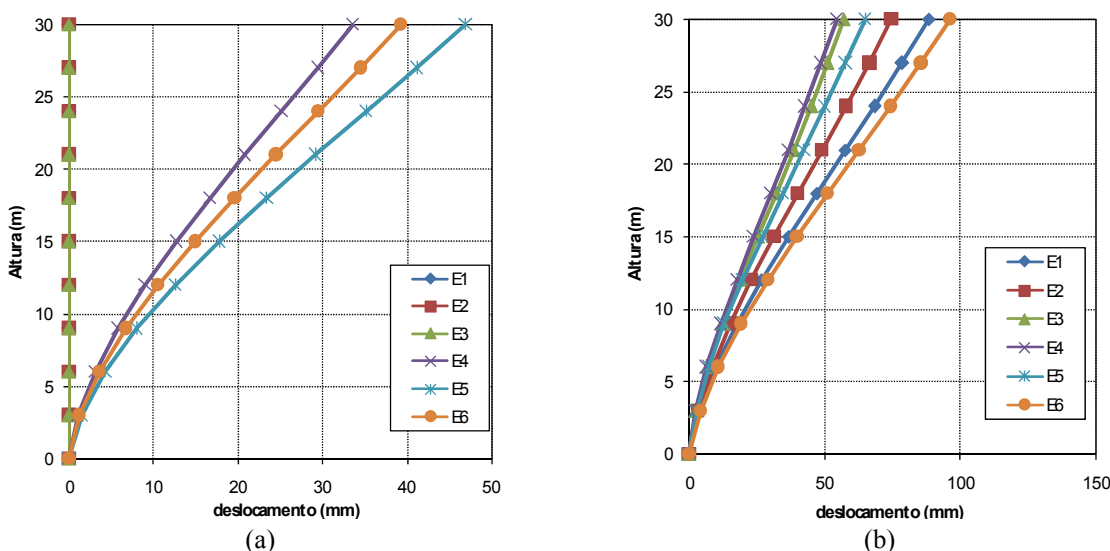


Figura 7: Deslocamentos horizontais do núcleo: (a) direcção x-x; (b) direcção y-y.

A Figura 6 mostra que, em termos médios, os deslocamentos do pilar P6 na direcção x-x são cerca de um terço dos deslocamentos calculados para a direcção y-y, apesar da acção sísmica actuar apenas segundo esta direcção. Verifica-se que a translação do núcleo na direcção x-x (edifícios E1, E2 e E3) desencadeia um aumento da rotação dos pisos em torno do centro de rigidez (ver Figura 5), o que se traduz num aumento claro do deslocamento do pilar P6 segundo a direcção y-y. Em termos gerais, o deslocamento do pilar P6 segundo y-y depende essencialmente da sua distância ao núcleo, o que salienta a predominância dos modos de torção.

Para os deslocamentos do núcleo (ver Figura 7), verifica-se que para as três primeiras configurações (E1, E2 e E3) não existe praticamente deslocamento horizontal na direcção x-x e, consequentemente, a deformação é governada pelos efeitos da translação na outra direcção com torção em torno do núcleo. Contudo, para as restantes configurações (E4, E5 e E6), o deslocamento na direcção x-x é relevante, atingindo quase metade do valor observado para a direcção y-y. Assim, será de esperar que o corte basal na direcção x-x para este segundo grupo seja claramente superior ao valor relativo ao primeiro grupo de edifícios. Este resultado mostra que a eliminação do único eixo de simetria estrutural (eixo x-x para as configurações E1, E2 e E3), por translação do núcleo na direcção y-y, provoca deslocamentos significativos na direcção normal à da acção sísmica.

Da comparação entre os deslocamentos do núcleo e do pilar de referência na direcção y-y, verifica-se que os deslocamentos do pilar são superiores ao dobro dos deslocamentos do núcleo, o que evidencia claramente a importância da torção na resposta sísmica. A análise da Figura 6 e da Figura 7 permite identificar perfis de deslocamentos horizontais distintos, em que a deformada do núcleo é do tipo consola e a do pilar é do tipo pórtico. Contudo, o alinhamento segundo x-x do núcleo com o pilar P6 nas configurações E4, E5 e E6 confere ao pilar uma deformada do tipo consola, com implicações ao nível da distribuição dos esforços em altura.

Uma outra medida global do comportamento sísmico das estruturas é a relação entre o corte basal e o peso da estrutura, ou seja, a razão entre as forças sísmicas e as cargas gravíticas. Na Figura 8 apresenta-se os vários rácios corte basal/peso da estrutura. Em termos médios, o corte basal na direcção y-y representa 23% do peso da estrutura.

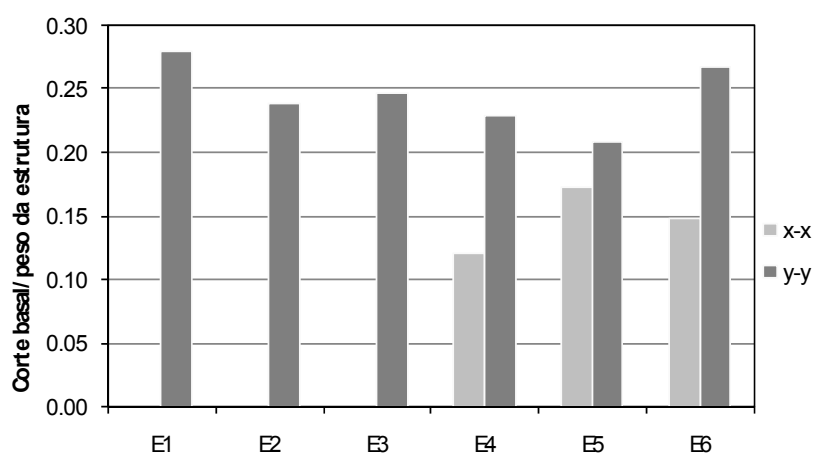


Figura 8: Corte basal (em percentagem do peso da estrutura) para os edifícios em análise, em cada direcção.

Para as configurações com simetria estrutural (edifícios E1, E2 e E3), apenas surgem forças sísmicas na direcção da acção sísmica, sendo o valor do corte basal relativamente próximo para as três configurações. No entanto, para as configurações assimétricas, desenvolvem-se forças sísmicas nas duas direcções, sendo mais significativo para a configuração intermédia E5, para a qual o corte basal nas duas direcções é relativamente próximo. Do exposto, conclui-se que as configurações E4, E5 e E6 traduzem um comportamento sísmico indesejável, com o desenvolvimento de forças sísmicas consideráveis em ambas as direcções. Contudo, a resposta sísmica das configurações E1, E2 e E3 é controlada pela torção, o que também não traduz um comportamento dinâmico satisfatório.

Tendo em conta os princípios que devem reger a concepção estrutural em zonas sísmicas, tais como a simplicidade estrutural, a simetria em planta, a regularidade em altura, pavimentos a funcionar como diafragmas, distribuição dos elementos resistentes próxima da periferia, uma possível forma de minimizar o efeito da torção nas estruturas analisadas, mantendo o mesmo número de paredes resistentes, pode ser obtida simplesmente por alteração das suas posições em planta. Na Figura 9 apresenta-se uma solução alternativa, obtida através da colocação dessas paredes na periferia do edifício. Neste caso, a rigidez é distribuída de forma duplamente simétrica ao longo do contorno.

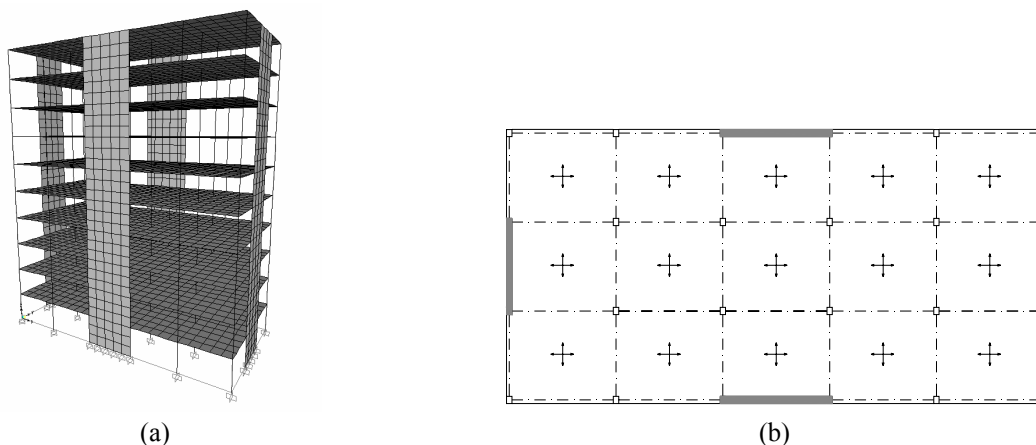


Figura 9: Solução alternativa: (a) perspectiva; (b) planta.

Com esta simples mas eficiente correcção estrutural, verifica-se um aumento das primeiras frequências próprias da estrutura ($f_1 = 1.28$ Hz, $f_2 = 1.50$ Hz e $f_3 = 1.92$ Hz) relativamente ao edifício E1 e uma radical alteração da configuração dos modos de vibração. Na Tabela 4 indica-se a massa modal efectiva (em percentagem da massa total) para os primeiros seis modos. Da análise da tabela verifica-se que as configurações dos dois primeiros modos passam a estar associadas a translações nas direcções principais do edifício (predominância dos modos de translação) enquanto que a configuração dominante de torção surge apenas no terceiro modo. A Tabela 4 mostra igualmente que a consideração unicamente dos primeiros seis modos é insuficiente para o cálculo adequado da resposta sísmica.

Tabela 4 – Percentagem de massa modal efectiva por direcção.

Modo	Configuração alternativa (%)		
	xx	yy	θz
1	0	67	39
2	66	0	9
3	0	0	18
4	0	18	11
5	19	0	3
6	0	0	5
Σ	75	85	85

xx: translação na direcção x-x; yy: translação na direcção y-y;
 θz : rotação na direcção z-z.

A alteração estrutural aqui proposta conduz a uma redução significativa do corte basal, permitindo que o edifício apresente um coeficiente força sísmica/peso próximo de 0.18, o que é claramente inferior ao menor dos valores obtidos anteriormente.

4. PRINCIPAIS CONCLUSÕES

Neste trabalho apresentou-se a caracterização da resposta dinâmica e sísmica de diferentes configurações estruturais de edifícios de betão armado, compostos por pórticos reticulados e paredes resistentes de betão armado em núcleo. A consideração de núcleos resistentes teve por base a prática corrente de projecto de considerar a zona da caixa de escadas e elevadores em betão armado. Contudo, estruturalmente esta não é necessariamente a melhor solução, como se pode constatar pelos resultados apresentados neste trabalho.

Da análise das seis configurações estruturais apresentadas, a frequência fundamental surge sempre associada à torção global da estrutura, diminuindo ligeiramente com a translação do núcleo resistente para uma zona mais periférica. Constata-se que à medida que o núcleo é deslocado para uma posição periférica, cresce a importância

da torção no modo fundamental, o que é indesejável do ponto de vista dinâmico. Em termos gerais, a torção surge nos modos mais baixos e a translação surge nos modos superiores, o que contraria o espírito do Eurocódigo 8 e os princípios de concepção estrutural de edifícios em zonas sísmicas.

Os resultados sísmicos obtidos evidenciam que a eliminação do único eixo de simetria estrutural (eixo x-x para as configurações E1, E2 e E3) causada pela translação do núcleo na direcção y-y provoca corte basal e deslocamentos significativos na direcção normal à da acção sísmica. Este resultado parece indicar que a simetria estrutural, por mais reduzida que seja, é sempre desejável face à falta de simetria. De referir que a consideração simultânea das duas componentes horizontais da acção sísmica poderá conduzir à alteração quantitativa de algumas das conclusões encontradas.

Através de simples alterações estruturais, desencadeadas pelo comportamento dinâmico deficiente das configurações estudadas, foi possível desenvolver uma solução estrutural alternativa caracterizada por um bom comportamento dinâmico (modos fundamentais associados a translações) e sísmico (redução do corte basal) e sem custos adicionais (manutenção do número de paredes de betão armado).

5. REFERÊNCIAS

- [1] Chandler A.M. and Duan X.N. (1997) Performance of asymmetric code-designed buildings for serviceability and ultimate limit states. *J. Earthquake Engng. Struct. Dyn.* **26**(7), 717-735.
- [2] De-La-Colina J. (1999) Effects of torsion factors on simple non-linear systems using fully-bidirectional analyses. *Earthquake Engng. Struct. Dyn.* **28**(7), 691-706.
- [3] Paulay T. (1997), Seismic torsional effects on ductile structural wall systems. *J. Earthquake Engng.* **1**(4), 721-745.
- [4] SAP (2003), "SAP 2000 Software Verification", Computers and Structures Inc., Berkeley, California, USA.
- [5] RSA (1986) Regulamento de segurança e acções para estruturas de edifícios e pontes, Decreto-Lei nº 385/83 de 31 de Maio, Imprensa Nacional Casa da Moeda, Lisboa.
- [6] CEN (2002) Eurocode 0: Basis of Structural Design, EN 1990, European Committee for Standardization, Brussels.
- [7] CEN (2002) Eurocode 1: Actions on Structures - Part 1.1 Densities, Self-weight and Imposed Loads on Buildings, EN 1991-1-1, European Committee for Standardization, Brussels.
- [8] CEN (2004) Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, EN 1998-1, European Committee for Standardization, Brussels.